

Міністерство освіти і науки України
Харківська національна академія міського господарства

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з дисципліни

«Металеві конструкції»

(для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки
0921 (6.060101) «Будівництво» та слухачів факультету післядипломної
освіти спеціальності «Промислове і цивільне будівництво»
та «Міське будівництво та господарство»)

Харків ХНАМГ 2008

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Металеві конструкції» (для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки 0921 (6.060101) «Будівництво» та слухачів факультету післядипломної освіти спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» та «Міське будівництво та господарство») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: О. І. Лугченко. – Х.: ХНАМГ, 2008. – 22 с.

Укладач: О. І. Лугченко

Рецензент: В. А. Мазур

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 7 від 01.03.2008 р.

Загальні вказівки

Методичні вказівки складені для студентів 4 курсу заочної форми навчання спеціальності 6.092100 «Промислове і цивільне будівництво» з урахуванням навчального плану. У вказівках викладена методика основних розрахунків та конструювання металевих елементів будівель.

Практичне заняття № 1

1. Основні залежності розрахунку за методом граничних станів
2. Центрово-розтягнуті елементи

Відповідно до перелічених положень граничні нерівності розрахунку можна записати у такому вигляді:

для першої групи граничних станів

$$\sum f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m},$$

де $f(F_i)$ – функція, що відображає зв'язок між навантаженням F і зумовленими ним напруженнями; R_n – нормативний опір матеріалу;

для другої групи граничних станів

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n},$$

де δ і δ_u – відповідно деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень, і граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд, виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень, визначенні впливу різних умов експлуатації і розробці більш досконалих конструктивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах і уточненні значень K_n , γ_n , γ_m .

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу. Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – осьове зусилля розтягу;

A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, для сталей зі співвідношенням $\frac{R_n}{\gamma_u} > R_y$ можна виконати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, що мають великі запаси пластичних деформацій.

У центрово-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, з'єднаними у двотавровий чи замкнений прямокутний переріз, двома кутниками, що утворюють тавровий чи хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Приклад 1. Визначити напруження, що діють в перерізі центрово-розтягнутого елемента стержневої конструкції покриття, виконаного з прокатного двотаврового профілю №20. Розрахункова довжина елемента l_0 становить 400см. Повздовжнє зусилля в елементі

$N = 600 \text{ кН}$. Матеріал конструкції – сталь

C-245 з $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (СНіП П-23-81*).

Геометричні характеристики двотаврового профілю №20 за сортаментом прокатної сталі:

Площа поперечного перерізу $A = 26,8 \text{ см}^2$;

Радіуси інерції: $i_x = 8,28 \text{ см}$; $i_y = 2,07 \text{ см}$.

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом першої групи:

Якщо переріз елемента не має отворів, то $A_n = A$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{600}{26,8} = 22,38 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН/см}^2$$

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом другої групи:

$$[\lambda] = 400$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i};$$

$$l_0 = l_x = l_y = 400 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{8.28} = 48.3 < [400]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2.07} = 193 < [400]$$

Практичне заняття №2

1. Центрово-стиснуті елементи.

2. Міцність і стійкість

Міцність коротких центрово-стиснутих стержнів розраховують аналогічно до центрово-розтягнених за формулою $\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$, що

пояснюється відповідністю діаграм розтягу й стиску металу.

У довгих стиснутих елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стержень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стержня від початкового прямолінійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осова сила досягає свого критичного значення.

Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня й геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стержня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стержень з шарнірним закріпленням кінців (рис. 1,а). Зміна способу кріплення (рис. 1,б,в,г) спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт зведення довжини стержня.

Аналогічно впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчислення критичного навантаження для центрально-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{\min}}{l_{ef}^2}.$$

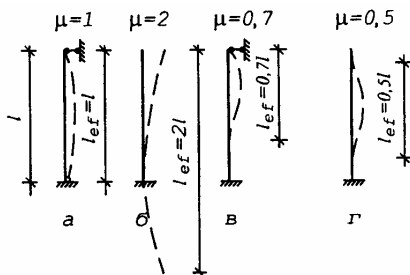


Рис. 1 - Розрахункові довжини стиснутих стержнів

Перейшовши до критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{l_{ef}^2} \frac{I_{\min}}{A}$$

та підставивши радіус інерції $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}}$,

одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}.$$

Таким чином, несуча здатність залежить лише від гнучкості стержня, оскільки чисельник — величина стала. Отже несучу здатність стержня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і тим самим матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великих гнучкостях і напруженнях, менших за межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже ускладнюється, оскільки втрата стійкості

проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi.$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд

$$\sigma < \sigma_{cr},$$

або в розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c.$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці, в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах також наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта φ .

У дуже гнучких стержнях вказані випадковості можуть призвести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

Приклад 2. Підібрати переріз центрально стиснутого елемента, виготовленого з двох кутників. Зусилля в елементі $N=940\text{кН}$. Розрахункова довжина $l=303\text{см}$; Матеріал конструкції – сталь С-245 з $R_y = 24\text{кН/см}^2$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (СНіП П-23-81*).

$$A^{номр} = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

φ – коефіцієнт поздовжнього вигину,

$N=940\text{кН}$;

$lx=ly=l=303\text{см}$;

$\gamma_c=0,95$

$$\lambda_{\text{пр}}=120.$$

Приймаємо в першому наближенні $\lambda = 90$ тоді $\varphi = 0,612$;

$$A^{\text{номр}} = \frac{940}{2 * 0,612 * 24 * 0,95} = 33,68 \text{ см}^2$$

$$i_x^{\text{тр}} = i_y^{\text{тр}} = \frac{l_{(x,y)}}{\lambda} = 303/90 = 3,36 \text{ см.}$$

Приймаємо переріз з двох рівнобоких кутників \perp **160x11** з

$A_{\text{ф}}=34,42 \text{ см}^2$ (додаток 5)

$$i_x=4,95 \text{ см;}$$

$$i_y=6,91 \text{ см;}$$

$$z_0=4,35 \text{ см.}$$

робимо перевірки

$$\lambda_{\text{max}}=\lambda_x=\frac{303}{4,95}=62,21 < \lambda_{\text{пр}}=120;$$

при $\lambda_{\text{max}}=62,21$ визначаємо $\varphi=0,795$

Виконуємо перевірку міцності прийнятого перерізу:

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{940}{2 * 0.795 * 34.42} = 17.18 < 24 * 0.95 = 22.8 \text{ кН / см}^2.$$

Маємо недонапруження прийнятого перерізу, тому робимо спробу зменшити переріз кутників :

Приймаємо \perp **140x10** з $A_{\text{ф}}=27,33 \text{ см}^2$ (додаток 5):

$$i_x=4,33 \text{ см;}$$

$$i_y=6,12 \text{ см;}$$

$$z_0=3,82 \text{ см,}$$

робимо перевірки

$$\lambda_{\text{max}}=\lambda_x=\frac{303}{4,33}=70 < \lambda_{\text{пр}}=120;$$

при $\lambda_{\text{max}}=70$ знаходимо $\varphi=0,754$

Виконуємо перевірку міцності прийнятого перерізу верхнього пояса ферми:

$$\sigma = \frac{N}{2\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{940}{2 * 0.754 * 27.33} = 22,807 \approx 24 * 0.95 = 22.8 \text{ кН / см}^2$$

Умови міцності й жорсткості виконуються.

Отже приймаємо переріз елемента з двох кутників \perp **140x10**.

Практичне заняття №3

1. Елементи, що згинаються
2. Перевірка міцності в пружно-пластичній стадії.
2. Перевірка жорсткості згнутого елемента.

Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M й перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y,$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b},$$

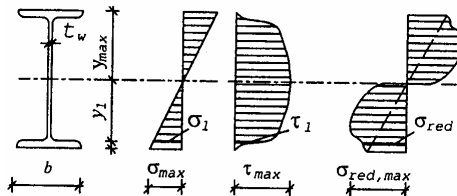


Рис. 2 - Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, в яких визначають нормальні напруження;

I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту;

S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі;

b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c.$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, що знаходяться далі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$ (рис. 2).

Підставляючи в момент опору перерізу $W = \frac{I}{y_{\max}}$, отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n} R_y \gamma_c,$$

де W_n – момент опору нетто, що враховує послаблення.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c.$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} R_y \gamma_c,$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі;

t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При наявності послаблень стінки отворами діаметром d , розміщеними з кроком a , напруження τ необхідно помножувати на коефіцієнт

$$\alpha = \frac{a}{a-d}.$$

Вище вказувалося, що при одночасній дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рис. 2 зображена епюра цих напружень. Як бачимо, найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки в полочки. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red, \max} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c.$$

Приклад 3. Підібрати переріз згинаного елементу двотаврового профілю довжиною $l=4.2$ м з урахуванням пластичних деформацій. Зусилля, які виникають в елементі від дії навантаження:

$$M_{\max} = 126,4 \text{ кНм};$$

$Q_{\max} = 84,3 \text{ кН}$. Матеріал конструкції – сталь С-245 з

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$. Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (СНІП П-23-81*).

Потрібний момент опору перерізу балки

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c}$$

де c_1 – коефіцієнт, що враховує вплив пластичних деформацій; R_y – розрахунковий опір сталі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Коефіцієнт c_1 для двотаврових профілів залежить від відношення площі поясу до площі стінки $\frac{A_f}{A_w}$. Для прокатних балок можна

приймати $c_1 = 1,12$ незалежно від номера двотавра.

$$W_x \geq \frac{126,4 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 24 \cdot 0,95} = 494,98 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр № 33 ГОСТ 8239-72. Його характеристики:

$$W_x = 597 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4;$$

$$S_x = 339 \text{ см}^3;$$

$$\text{маса } 1 \text{ м } g = 42,2 \text{ кг};$$

$$b_f = 140 \text{ мм}; t_f = 11,2 \text{ мм}; t_w = 7 \text{ мм};$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{12640}{1,12 \cdot 597} = 18,9 \text{ кН} / \text{см}^2 < 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{84,3 \cdot 339}{9840 \cdot 0,7} = 4,14 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_s = 0,58 \cdot 24 =$$

$$= 13,92 \cdot 0,95 = 13,22 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Тобто балка має достатню міцність.

Прогин посередині прольоту балки

$$f_{\max} = \frac{M'' \cdot L}{\gamma_n 10 E \cdot I_x} = \frac{126,4 \cdot 10^2 \cdot 420}{1,15 \cdot 10 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 9840} = 0,0023 \text{ см}$$

де $\frac{1}{250}$ – граничний прогин балки прольотом 6 м.

Отже переріз відповідає вимогам міцності, стійкості й жорсткості.

Практичні заняття № 4,5

1. Розрахункова схема головної балки.

2. Розрахункові навантаження.

3. Розрахунок і конструювання перерізу головної балки.

На головну балку передаються зосереджені навантаження від балок настилу або від допоміжних балок. Кожне зосереджене навантаження дорівнює двом опорним реакціям балок настилу чи допоміжних балок. Якщо до балки прикладено більше п'яти

зосереджених сил, то спрощено можна прийняти, що навантаження розподілене рівномірно.

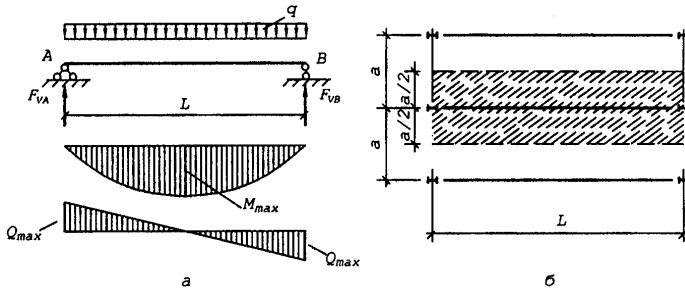


Рис.3 - Розрахункова схема головної балки, до якої прикладено більше п'яти зосереджених сил

Ширина смуги, з якої збирається розподілене навантаження, дорівнює кроку головних балок. Навантаження від власної маси головної балки попередньо приймають у розмірі 2...4% всього навантаження, що припадає на неї.

Висоту h головної балки визначаємо за трьома умовами: найменшої витрати сталі, забезпечення жорсткості балки і конструктивних вимог. Умові найменшої витрати сталі відповідає так звана оптимальна висота балки h_{ef} , а необхідної жорсткості – найменша h_{min} . Для обчислення можна скористатись формулою

$$h_{ef} = \sqrt[3]{1,5 \cdot \lambda_w \cdot W_x},$$

де $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$ – гнучкість стінки, яку приймають у межах $\lambda_w = 120...150$

(більші значення при менших R_y); $W_x = \frac{M_{max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c}$ – потрібний момент

опору перерізу балки.

Значення h_{min} обчислюємо за формулою

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y}{E} \cdot \frac{L}{f} \cdot \frac{g_n}{q}.$$

Остаточно висоту h головної балки приймають за більшим з двох значень h_{min} або h_{ef} . Окрім цього, висоту h треба прийняти відповідно до конструктивних вимог такою, щоб висота h_w стінки балки співпадала з шириною прокатної універсальної сталі.

Товщину поясів t_f рекомендується приймати у межах 12...30 мм. Тоді

$$h = h_w + 2t_f$$

що перевищує h_{\min} і близьке до h_{ef} .

Вибір перерізу головної балки складається з кількох етапів:

а) визначення товщини стінки з умов забезпечення міцності на зріз, місцевої стійкості стінки (без зміцнення її поздовжніми ребрами жорсткості) та з досвіду проектування:

$$t_w \geq \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s};$$

$$t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$t_w \geq 7 + 0,003h,$$

де $R_s = 0,58R_y$ – розрахунковий опір сталі на зріз;

б) визначення площі одного поясу:

$$A_f = \frac{2I_f}{h_f^2},$$

де I_f – момент інерції поясів, визначений за формулою

$$I_f = I_x - I_w = W_x \frac{h}{2} - \frac{t_w \cdot h_w^2}{12};$$

в) остаточне визначення розмірів поясів b_f та t_f з урахуванням стандартних розмірів листового прокату. Ширину поясів доцільно приймати не меншою за 200 мм і $0,1h$. Окрім цього бажано, щоб вона була в межах $b_f = (1/3-1/5)h$.

З умови місцевої стійкості поясів співвідношення $\frac{b_{ef}}{t_f}$ з урахуванням пластичних деформацій сталі має задовольняти умови

$$\text{при } \frac{h_w}{t_w} \leq 2,7 \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\text{при } \frac{h_w}{t_w} > 2,7 \sqrt{\frac{E}{R_y}} - \frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \text{ але не більше } 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Товщину полицок, як уже зазначалося, приймають у межах 12...30 мм, але вона повинна задовольняти умову $t_w \leq t_f \leq 3t_w$.

Приклад 4. Треба підібрати переріз головної балки складеного двотаврового профілю за наступними даними:

проліт головних балок $L = 18,0$ м;

- проліт допоміжних балок $l = 6,0$ м;
- крок допоміжних балок $a = 2,0$ м;
- постійне нормативне навантаження $P_{пост.}^n = 6$ кН/м²;
- тимчасове нормативне навантаження $P_{вр.}^n = 17,93$ кН/м²;
- матеріал головної балки – сталь С255 (ВстЗпсб-1)
 $R_y = 240$ МПа $= 24$ кН/см²;

Нормативне навантаження на один метр довжини балки

$$g_n = 1,03 \cdot (3,2 + 6,6) \cdot 6 = 147,9 \text{ кН/м},$$

де 1,03 – коефіцієнт, що враховує навантаження від власної маси головної балки;

Розрахункове навантаження

$$g = 1,03 \cdot (6 \cdot 1,2 + 17,93 \cdot 1,2) \cdot 6 = 177,46 \text{ кН/м}.$$

Розрахункові зусилля:

$$M_{\max} = \frac{177,46 \cdot 18^2}{8} = 7141 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{177,46 \cdot 18}{2} = 183,96 \text{ кН}.$$

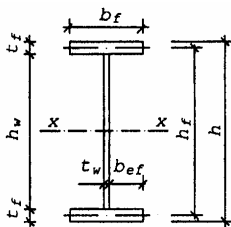
Визначення висоти головної балки. Висоту h головної балки визначаємо за трьома умовами: найменшої витрати сталі, забезпечення жорсткості балки і конструктивних вимог.

Потрібний момент опору:

$$W_x = \frac{7141 \cdot 10^{-3}}{1,1 \cdot 240} = 28225 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Мінімальна висота балки :

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y}{E} \cdot \frac{L}{f} \cdot \frac{g_n}{q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1,1 \cdot 240 \cdot 18}{2,06 \cdot 10^5} \cdot 275 \cdot \frac{147,9}{177,46} = 1,11 \text{ м},$$



де $R_y = 240$ МПа – розрахунковий опір листової сталі С255 ГОСТ 23570-79, завтовшки 10...20 мм;
 $f/L = 1/275$ для балки довжиною 18 м;
 коефіцієнт $\gamma_c = 1$.

Оптимальна висота при гнучкості $\lambda_w = 140$:

$$h_{ef} = \sqrt[3]{1,5 \cdot \lambda_w \cdot W_x} = \sqrt[3]{1,5 \cdot 140 \cdot 28225 \cdot 10^{-6}} = 1,81 \text{ м}.$$

Рис.4 - Вибір перерізу балки.

Приймаємо висоту стінки $h_w = 1,8$ м, а товщину поясів $t_f = 22$ мм. Тоді $h = h_w + 2t_f = 1,8 + 2 \cdot 0,022 = 1,844$ м, що перевищує h_{\min} і близьке до h_{ef} .

Вибір перерізу головної балки.

Визначаємо товщину стінки балки:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\max}}{h_w \cdot R_s} = \frac{1,5 \cdot 1587 \cdot 10^{-3}}{1,8 \cdot 0,58 \cdot 240} = 9,5 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$t_w = \frac{h_w}{5,5} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{1,8}{5,5} \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 11,17 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$t_w = 7 + 0,003 \cdot h = (7 + 0,003 \cdot 1800) \cdot 10^{-3} = 12,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}.$$

Приймаємо товщину стінки $t_w = 14$ мм, а товщину поясів орієнтовно $t_f = 22$ мм. Повна висота балки

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 1,8 + 22 \cdot 10^{-3} = 1,844 \text{ м}.$$

Знаходимо потрібну площу поясів:

$$I_x = W_x \cdot \frac{h}{2} = 28225 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1,844}{2} = 2602350 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{14 \cdot 10^{-3} \cdot 1,80^3}{12} = 680400 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$I_f = I_x - I_w = (2602350 - 680400) \cdot 10^{-8} = 1921950 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$A_f = \frac{2 \cdot I_f}{h_f^2} = \frac{1921950 \cdot 10^{-8}}{(1822 \cdot 10^{-3})^2} = 105 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Приймаємо пояси з листів універсальної сталі 560 х 22 мм. Площа кожного поясу

$$A_f = 56 \cdot 2,2 - 123,3 \text{ м}^2 = 123,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Перевіряємо зазначені вище умови:

$$t_f = 22 \text{ мм} < 3t_w = 3 \cdot 14 = 42 \text{ мм};$$

$$t_f = 22 \text{ мм} > t_w = 14 \text{ мм};$$

$$\frac{b_f}{h} = \frac{56,0}{184,4} = \frac{1}{3,3} < \frac{1}{3}.$$

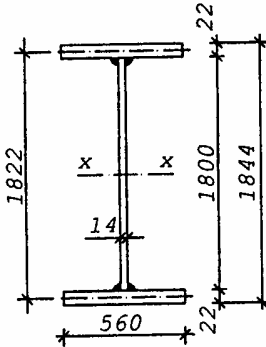
Умови задовольняються.

Перевіряємо стійкість верхнього (стиснутого) пояса. Гнучкість стінки:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{1800}{14} = 128,6 > 2,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 2,7 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 80,8,$$

де $R_y = 230$ МПа для сталі С255 при товщині листів 20...40 мм.

За наявності пластичних деформацій мають задовольнятися умови:



$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{273}{22} = 12,41 < 0,11 \cdot \frac{h_w}{t_w} =$$

$$= 0,11 \cdot \frac{1800}{14} = 14,1;$$

$$\frac{b_{ef}}{t} = 12,1 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} =$$

$$= 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 14,96.$$

Тобто полицка стійка.

Рис. 5 - Прийнятий переріз балки

Обчислюємо характеристики перерізу балки:

площа перерізу

$$A = h_w \cdot t_w + 2 \cdot b_f \cdot t_f = (1800 \cdot 14 + 2 \cdot 560 \cdot 22) \cdot 10^{-6} = 498,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

момент інерції відносно нейтральної осі x-x

$$I_x = I_w + I_f = (680400 \cdot 10^{-8} + 2 \cdot 560 \cdot 22 \cdot 911^2) \cdot 10^{-12} = 2725325 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

момент опору

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 2725325 \cdot 10^{-8}}{184,4 \cdot 10^{-2}} = 29559 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

$$\text{Співвідношення } \frac{A_f}{A_w} = \frac{123,2}{252} = 0,489. \quad c = 1,117.$$

Перевіряємо міцність балки за нормальними напруженнями:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{7141 \cdot 10^{-3}}{1,117 \cdot 29559 \cdot 10^{-6}} = 216,3 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 230 \text{ МПа},$$

де $c_1 = c$, оскільки $\tau < 0,5 R_s$ (у місці дії M_{\max} , поперечна сила $Q = 0$).

$$\text{Недонапруження становить } \Delta\sigma = \frac{230 - 216,3}{230} \cdot 100 = 5,96\%, \quad \text{що}$$

допустимо.

Прогин балки:

$$\frac{f}{l} = \frac{M^n L}{10EI_x} = \frac{7141 \times 10^2 \times 1800}{10 \times 2.06 \times 10^4 \times 2725325 \times 1,15} = 0,002 = \frac{1}{502} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$$

Міцність і жорсткість перерізу головної балки забезпечено.

Практичне заняття № 6

- 1. Розрахункове зусилля в центрово-стисненій колоні.*
- 2. Тип перерізу і розрахункова схема колони.*
- 3. Розрахунок і конструювання стержня центрово-стисненої колони робочого майданчика.*

Колони робочого майданчика працюють як центровостиснуті на дію стискального зусилля N . Для одноярусних майданчиків зусилля дорівнює двом опорним реакціям головних балок, що спираються на колону. Для багатоярусних майданчиків найбільші зусилля діють у нижньому ярусі колони. Загалом з урахуванням власної маси колони (близько 1 % прикладеного до неї навантаження) розрахункове зусилля можна визначити з виразу

$$N = 2 \cdot n \cdot Q_{\max} \cdot 1,01,$$

де n – кількість ярусів майданчика;

Q_{\max} – опорна реакція головної балки (формула чинна лише при однакових навантаженнях на ярусах).

Тип перерізу колони доцільно приймати:

при $N \leq 2200$ кН – наскрізний переріз з двох швелерів;

при $2200 \text{ кН} < N < 3500$ кН – наскрізний переріз з двох двотаврів;

при $5000 \geq N \geq 3500$ кН – суцільний переріз з двох чи трьох двотаврів:

при $N > 5000$ кН – суцільний переріз, складений з листів (наприклад, двотавровий).

Розрахункову довжину колони l_{ef} визначають з урахуванням її заглиблення нижче рівня підлоги на 0,6...0,8 м. Довжину l_0 приймають від низу головної балки до підшви опорної плити бази.

В одноярусних майданчиках головні балки спираються на колону здебільшого зверху. При цьому забезпечується чітке шарнірне спирання головних балок на оголовки колони.

Для багатоярусних майданчиків використовують приєднання головних балок до колони збоку. Проміжні опори колони за цієї умови вважають шарнірними і розміщують у рівнях низу головних балок (рис.6).

Зашемлення колони у фундаменті враховують введенням коефіцієнта $\mu = 0,7 \dots 0,8$. Для шарнірного приєднання $\mu = 1,0$.

Приклад 5. Висотна позначка підлоги нижнього ярусу 9,0м. Опорна реакція однієї головної балки $Q_{\max} = 1250$ кН. Конструктивна висота перекриття 2 м. Матеріал колони – сталь С235 марки 18кп. Розрахунковий опір цієї сталі при товщині прокату 2...20 мм $R_y = 230$ МПа, а при товщині 20...40 мм – $R_y = 220$ МПа.

Прийнявши жорстке закріплення колони у фундаменті і величину заглиблення підшви бази колони розміром 0,6 м, знаходимо довжину нижнього ярусу колони $l_0 = 9 - 2 + 0,6 = 7,6$ м. Враховуючи защемлення колони у фундаменті, приймаємо коефіцієнт $\mu = 0,7$. Тоді розрахункова довжина $l_{ef} = \mu \cdot l_0 = 7,6 \cdot 0,7 = 5,32$ м.

Стискальне зусилля $N = 2 \cdot 2 \cdot 1250 \cdot 1,01 = 5050$ кН.

Приймаємо суцільний переріз колони у вигляді зварного двотавра. Задаємося $\lambda = 60$. За даними табл. 1 додатка 1 при $R_y = 230$ МПа, інтерполюючи, знаходимо $\varphi = 0,844$. Тоді

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y} = \frac{5050}{0,844 \cdot 22} = 272 \text{ см}^2;$$

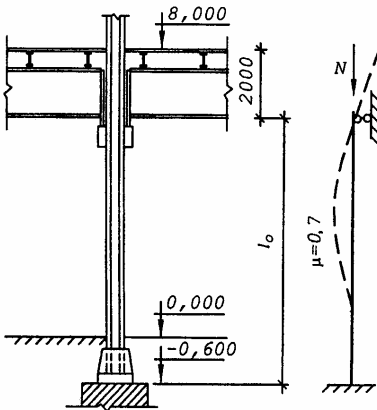


Рис.6 - Визначення розрахункової довжини колони

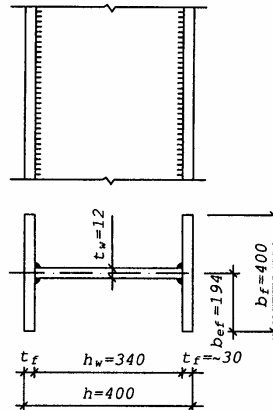


Рис.7 - Переріз суцільної колони

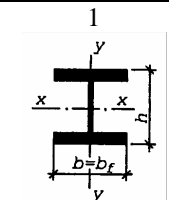
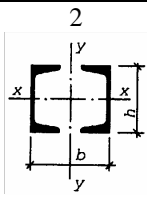
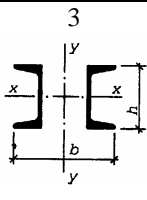
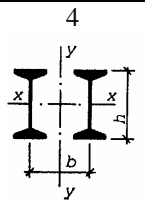
$$i_y = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{532}{60} = 8.87 \text{ см};$$

$$b_f = \frac{i_y}{\alpha_1} = \frac{8.87}{0.24} = 36.9 \text{ см.}$$

Значення коефіцієнта α_1 отримане за табл.1, де наведені коефіцієнти, що пов'язують розміри перерізів з їх радіусами інерції.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 для встановлення розмірів перерізів колон

Таблиця 1

Коефіцієнти	Номери і схеми перерізів			
	1	2	3	4
				
$\alpha_1 = \frac{i_x}{h}$	0,43	0,38	0,38	0,39
$\alpha_2 = \frac{i_y}{h}$	0,24	0,44	0,60	0,52

Приймаємо ширину полицки b_f відповідно до найближчої стандартної ширини універсальної сталі $b_f = 400$ мм, а висоту перерізу h – приблизно рівною ширині. Для цього стінку конструємо з листа шириною 400 мм (рис. 7). Товщину стінки приймаємо $t_w = 12$ мм.

Перевіряємо місцеву стійкість стінки:

$$\begin{aligned}
 \frac{h_w}{t_w} &\leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \\
 &= (0,36 + 0,8 \cdot 2,01) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 58,9 ; \\
 \frac{h_w}{t_w} &= \frac{400}{12} = 33,3 < 58,9 ,
 \end{aligned}$$

$$\text{де } \bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 60 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,01.$$

Тобто стійкість стінки забезпечена.

Потрібна площа однієї полицки

$$A_f = \frac{1}{2} \cdot (272 \cdot 10^{-4}) - (340 \cdot 12 \cdot 10^{-6}) = 115,6 \text{ см}^2.$$

Потрібна товщина полицок

$$t_f = \frac{115,6 \cdot 10^{-4}}{400 \cdot 10^{-3}} = 2,89 \text{ см.}$$

Приймаємо стандартну товщину $t_f = 30 \text{ мм}$.

Реальна площа полицки

$$A_f = 400 \cdot 30 \cdot 10^{-6} = 120 \cdot 10^{-4} \text{ см}^2.$$

Перевіряємо місцеву стійкість полицки:

$$b_{ef} = \frac{400 - 12}{12} = 194 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\frac{b_{ef}}{t} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{b_{ef}}{t} = \frac{194}{30} = 6,46 < (0,36 + 0,1 \cdot 1,96) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{220}} = 17.$$

Стійкість забезпечена.

Геометричні характеристики дібраного перерізу:

$$A = (2 \cdot 120 + 34 \cdot 1,2) \cdot 10^{-4} = 280,8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

$$I_y = 2 \cdot \frac{3 \cdot 40^3}{12} \cdot 10^{-8} = 32000 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{32000 \cdot 10^{-8}}{280,8 \cdot 10^{-4}} = 10,68 \cdot 10^{-2} \text{ м.}$$

Вважаємо $l_{ef,x} = l_{ef,y} = l_{ef} = 5,32 \text{ м}$.

Оскільки $i_x > i_y$ (табл.1), перевірку стійкості виконуємо тільки щодо осі у-у:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{532 \cdot 10^{-2}}{10,68 \cdot 10^{-2}} = 49,8;$$

$\varphi = 0,86$ (табл. 1 додатка 1)

$$\sigma = \frac{5050 \cdot 10^{-3}}{0,86 \cdot 280,8 \cdot 10^{-4}} = 209,1 \text{ МПа} < R_y = 220 \text{ МПа}.$$

Недонапруження $\Delta\sigma = \frac{220 - 209,1}{220} \cdot 100\% = 4,94\%$, що допустимо.

Якщо значення $l_{ef,x}$ суттєво перевищує $l_{ef,y}$, то потрібно перевірити стійкість і відносно осі x - x .

Перевіряємо необхідність підсилення стінки ребрами жорсткості

$$\frac{h_w}{t_w} < 2,2 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 58,9 < 2,2 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{230}} = 65,8.$$

Поперечні ребра не потрібні.

Додаток 1

Коефіцієнт φ поздовжнього вигину центрально стиснутих елементів

(значення збільшені в 1000 разів)

Для сталі з $R_y = 240 \text{ МПа}$

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1000	999	999	998	997	995	994	992	990	989
10	987	985	983	980	978	976	973	971	968	965
20	962	960	957	954	951	948	944	941	938	934
30	931	928	924	920	917	913	909	905	902	898
40	894	890	887	882	877	873	869	865	860	856
50	852	847	843	838	833	829	824	819	814	810
60	805	800	795	790	785	780	775	770	764	759
70	754	749	743	738	731	723	715	707	700	692
80	684	677	669	661	654	647	639	632	625	617
90	610	603	596	589	582	575	568	561	554	548
100	541	534	528	521	515	508	502	495	489	483
110	477	471	464	458	452	448	440	435	429	423

Для сталі з $R_y = 280 \text{ МПа}$

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1000	999	999	998	996	995	993	991	990	987
10	985	983	981	978	976	973	970	967	965	962
20	959	955	952	949	945	942	938	935	931	928
30	924	920	916	912	908	904	900	896	891	887
40	883	878	874	869	865	860	855	851	846	841
50	836	831	826	821	816	811	806	800	795	790
60	784	779	774	768	763	757	751	746	739	731
70	722	714	705	697	689	680	672	664	656	648
80	640	632	624	616	608	601	593	585	578	570
90	563	555	548	541	534	526	519	512	505	498
100	491	484	478	471	464	458	451	444	438	432
110	425	418	413	406	400	394	388	382	376	370

Навчальне видання

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни **«Металеві конструкції»** (для студентів 4 курсу заочної форми навчання напряму підготовки 0921 (6.060101) «Будівництво» та слухачів факультету післядипломної освіти спеціальності «Промислове і цивільне будівництво» та «Міське будівництво та господарство»).

Укладач: Лугченко Олена Іванівна

Відповідальний за випуск: Г. А. Молодченко

Редактор: М. З. Аляб'єв

План 2008, поз. 63 М

Підп. до друку 15.05.2008 р.	Формат 60×84 1/16
Друк на ризографі	Ум. друк. арк. 1,5
Тираж 150 пр	Зам. №

Видавець і виготовлювач:
Харківська національна академія міського господарства
вул. Революції, 12, Харків, 61002
Електронна адреса: rectorat@ksame.kharkov.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 731 від 19.12.2001